

(17) 鋼骨組の連層片持梁型崩壊に関する実験的研究

中村恒善* ○太田 修** 上谷宏二*

1. 序

鋼重層平面骨組の静的な限界点および限界後の挙動に関する従来の研究は、(i)一定鉛直荷重の作用下で漸増水平力が作用する時の極限点挙動[1,5]と、(ii)対称形状をもつ骨組に対称荷重群が比例載荷させられる時に現れる対称分岐挙動[6]に関する研究が大部分であった。これに対し、中村恒善、石田修三、太田修は、「床板による拘束がないか又は小さい骨組構造物の一部の梁が局所的過荷重の作用で大きく塑性変形する場合に、梁周辺の部分骨組に局所的に生じた過大な変形が骨組に全体的規模の崩壊をもたらす」という極めて危険な状況が生じ得る可能性を初めて指摘した。更にこの種の崩壊挙動の解明を目的として、一連の数値解析的研究を進め[7,8,9]、局所過荷重載荷梁のケーブル作用に起因して生じる全体的崩壊挙動として4種類の形式が見出されたことを報告している。これらは、分岐挙動に属する腰くびれ横揺れ型と極限点挙動に属する連層片持梁型、圧壊型および複合横揺れ型である。この4種類の崩壊形式のうち、分岐点型挙動に属する腰くびれ横揺れ型崩壊についての実験的検証を目的として、著者等は、2層1スパン鋼平面模型骨組の一定鉛直荷重下・第1層梁中央点鉛直下向漸増強制変位試験を行い、その結果を文献[10,11,12]に報告した。

これに対し、本報では、主として下記の2点を明らかにすることを目的とし、極限点型挙動に属する“連層片持梁型崩壊”についての鋼模型骨組による検証試験を行った。実験に用いた供試体は一枚の鋼板より削り出した剛体壁付き4層1スパン小型模型である。載荷については、供試体の外柱柱頭に一定鉛直荷重を作用させた後、1層梁中央点に鉛直下向強制変位を漸増させた。

(1) 連層片持梁型崩壊が現実の骨組で生じ得る崩壊形式がどうかを解明する。これは実験供試体の呈する挙動と数値解析で見出された挙動[8]との特性を比較することによって明らかにされる。

(2) 定鉛直荷重の違いにより挙動にどのような差異が現れるかを明らかにする。この点については、3体の試験もそれぞれ大きさの異なる定鉛直荷重下で行い、挙動相互の比較を行う。

連層片持梁型崩壊に関する研究の実用上の意義としては、多層多スパン骨組の外部スパンの梁に非常時過荷重が作用するときの崩壊形式を明らかにし、この崩壊モードに対して骨組が保有する「ゆとり」を明確にすることによって、一層信頼性の高い設計が行われるための基礎資料を提供することにある。この崩壊モードを連想させるような実在建築物の崩壊事例として、コンクリートパネル構造重層骨組のガス爆発による進行性崩壊も挙げる事ができる[13]。この崩壊事例における一次的局所崩壊の原因および発生機構は本報で対象とする“連層片持梁型崩壊”とは異っているが、二次的全体崩壊は基本的に共通するメカニズムで引き起されている点に注目すべきである。

更に、本実験は新種の崩壊現象の極限点近傍および極限点後挙動に関する実験であるから、得られた結果は、骨組のこの種の臨界点近傍および臨界後の挙動の追跡計算に用いる複合非線形解析プログラムの予測精度を検証するための水準点資料(benchmark data)として利用できると期待される。

※京都大学工学部建築学科 **大阪産業大学工学部土木工学科

Fig.1 に概要を図示した次のような試験を行う。

2.1 供試体および試験条件

供試体の形状および公称寸法を Fig.2 に示した。供試体数は3体で、それぞれの実測寸法を Table 1 に示す。計測には総合精度 0.03 mm、最小読取り 0.01 mm の性能の三次元測定器を使用した。材軸線の平行度、直角度および真直度に関しては、各供試体の理想形状からの不整量を Fig.4 にまとめた。最外柱の柱脚、柱頭が理想骨組軸線上にのるように計測データを処理した。各部材中心線についての、理想骨組部材軸線からの材軸線に直交する方向の相対不整量が図示されている。すべての供試体は厚さ 16 mm の SS41 単一鋼板から、機械切削加工のみによって製作した。梁および柱の断面は、構面外への変形を避けるために幅と背の比が 3:1 の矩形とした。梁・柱接合部には半径 5 mm の円弧部分を残してある。

供試体を削り出した鋼板から、供試体の梁軸および柱軸の方向にそれぞれ平行な軸線をもつように2種類の方法で各10本、合計20本の引張試験片を切り出し、材料試験を行った。20本の結果を処理して得た6個の特性値についての標本平均および標準偏差をTable 2に示す。

各試験体についての試験条件はTable 3にまとめて示した。 n は定鉛直荷重の降伏軸力値に対する比である。

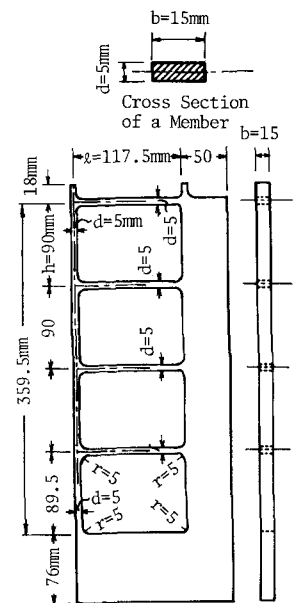
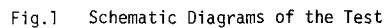


Fig.2 Nominal Dimensions
of the Test Frame

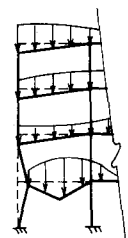


Fig.3 Parallel Cantilever Mode

Table 1 Dimensions of Test Frames (Measured)

	Beams								Columns												
	Story 4		Story 3		Story 2		Story 1		g	Story 4			Story 3			Story 2			Story 1		
	b	d	b	d	b	d	b	d		b	d	h	b	d	h	b	d	h	b	d	h
B-1	14.98	5.09	14.96	5.04	14.97	5.02	14.99	4.97	117.33	14.97	5.00	90.04	14.98	4.96	90.02	15.00	4.94	90.02	15.01	4.87	89.48
B-2	15.05	5.06	15.00	5.06	15.03	5.00	15.04	4.99	117.38	15.03	4.99	90.02	15.02	4.99	90.00	15.04	4.96	90.03	15.04	4.97	89.49
B-3	15.13	4.95	15.14	4.96	15.13	4.98	15.08	4.97	117.50	15.14	4.91	90.00	15.13	4.92	90.04	15.09	4.92	90.02	15.03	4.91	89.56

b: Width of a Section d: Depth of a Section ℓ : Length of a Beam h: Length of a Column

Table 2 Result of Tension Tests

Variables	E (ton/cm ²)	σ_y (ton/cm ²)	σ_{st} (ton/cm ²)	σ_4 (ton/cm ²)	σ_6 (ton/cm ²)	σ_8 (ton/cm ²)
Sample mean	2.18×10 ³	2.96	1.98	3.60	3.93	4.14
Standard deviation	0.04×10 ³	0.06	0.09	0.06	0.06	0.06

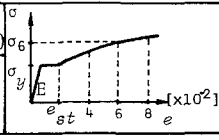


Table 3 Test Condition

	P^T (ton)	$n = \frac{P^T}{\sigma_y \cdot b \cdot d}$
B-1	0.596	0.27
B-2	0.855	0.39
B-3	1.069	0.48

2.2 実験装置および載荷手順

(1) 実験装置

実験に用いた装置は次の3部分から構成されている。

(i) 供試体固定装置。 Fig.5-1 の模式図に示すように、反力フレームの梁上に水平基準盤を設置し、その上に供試体骨組を固定した。先ず水平基準盤を、盤上に水準器を置き3本の調整ボルトで調整しながら水平位置を定め、固定ボルトを締め付けて固定した。次にこの水平基準盤上に供試体を取付けた後、下げ振りを下ろしその糸の縁線と供試体柱の縁線を目測で重ね合わせてみることににより、供試体柱が約 0.3 mm/450 mm 以内の誤差で鉛直にセットされていることを確認した。

(ii) 骨組頂部一定鉛直荷重載荷装置。 Fig.5-2 に示すようなトーナメント機構を介して重錘を吊り下げる方法により、柱頭部に一定の鉛直荷重を作用させた。天秤棒の両端 H_1, H_4 , H'_1, H'_4 にニードルベアリング軸受けを取付けることにより力の作用線を正確に決定し、柱軸線上の頂部突起に作用する鉛直荷重を精度よく設定した。供試体柱頭載荷部の詳細を Fig.6 中に図示する。天秤棒の中心軸上にベアリング軸受けの中心が来るから、鉛直荷重の合力の作用線は正確にキヤップ穴中心点を通る。なお、キヤップ穴の中心は柱軸線上に位置するようにセットされている。

(iii) 第1層梁中央点強制変位導入装置。 Fig.5-3 に示すようなトーナメント機構を介して、スクリージャッキにより第1層梁中央点に下向強制漸増変位を与える。 G_2 点はナイフエッジ、 D_1, D_2 点はニードルベアリング軸受け、 G'_2 点は球座を用いて力の作用線が明確になるように設計した。強制変位載荷の直前に G'_2 の球座中心が G_2 のナイフエッジ先端を通る鉛直線上に来るようにスクリージャッキの位置を定めて固定した。供試体骨組が変形し G_2 点が水平移動した場合には、力の作用線 G_2, G'_2 はその水平移動量だけ鉛直から外れることになる。しかし G_2, G'_2 間の距離は 80 cm であり、試験範囲内で生じる点の水平移動量 (5 mm 以下) に対して十分長いので

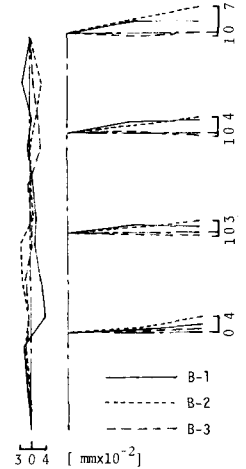


Fig.4 Geometric Imperfections of Test Frames

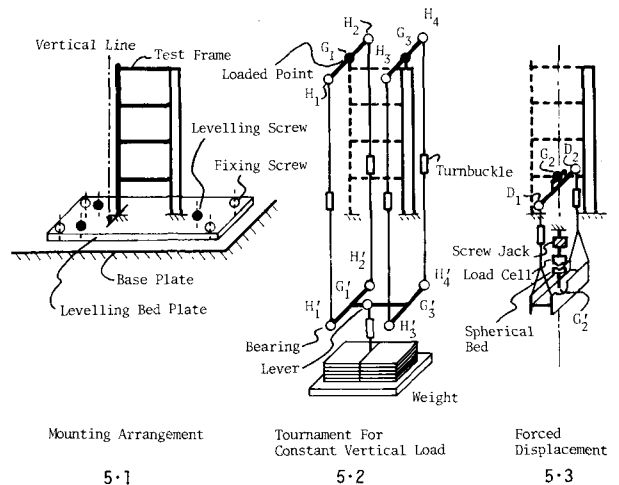


Fig.5 Mounting Arrangement and Loading Systems

作用線の角度のずれは無視し得るオーダーの量である。第1層梁中央点に作用する力 P_M の大きさはスクリージャッキと G_2 の球座間に設置したロードセルを用いて計測した。 G_2 のナイフエッジ載荷点部分の詳細は Fig.6 中に示されている。梁中央にV型溝を切った幅6mmの鞍形金具を設置し、これを介して梁に載荷した。V型溝の角度は120度、ナイフエッジの角度は90度とし、両者ともが加工後焼入れ処理した。

(2) 載荷手順

- (i) 定鉛直荷重 P^T の導入。最初に重錘の重量を油圧ジャッキで支持し、油圧ジャッキを除荷させることにより（油圧弁を開放することにより）、重錘重量をトーナメント機構に徐々に移し換えるという方法で供試体頂部に所定の一定鉛直荷重を作用させる。
- (ii) 第1層梁中央点鉛直変位 V_M の漸増。スクリージャッキを約 0.5mm/min の一定速度で作動させて、 V_M を単調漸増させる。
- (iii) P_M 、 P^T の除荷。目標とする状態まで変形が進行したら、スクリージャッキを逆回転させて P_M を除荷し、その後 P^T を除去する。

2.3 計測量・計測方法およびデータ処理

(1) 計測量・計測方法。すべての計測量について、計測位置および方向を Fig.6 にまとめて示す。(i) 荷重計測：太い白ぬき矢印

は供試体に作用させられる外力を表す。第1層梁中央点の鉛直反力 P_M は、容量1tonの圧縮専用ひずみゲージ式ロードセルを用いて測定された。骨組頂部柱頭に作用させられる定鉛直荷重については、トーナメント機構の静力学的釣合式に基づいて算出し、重錘載荷完了時における最上層外柱中央ひずみを弾性ゲージで検出し、この算出値を再確認した。(ii) 変位計測：実線矢印は計測変位成分を表し、それらはすべて測定範囲 ± 25 mm の差動トランス型変位計を用いて計測された。(iii) 部材線に平行に引かれた破線部分は塑性ゲージの貼付け位置を示す。これによって変形時に大きな塑性ひずみが発生すると予想される部分の部材縁ひずみを計測した。この計測には多点ひずみ切換器と動ひずみ計を使用した。

上記のロードセルおよび差動トランス型変位計の出力はデータレコーダに記録した。

(2) データ処理。データレコーダに記録されたアナログ記録を試験終了後 A-D 変換器でデジタル量に変換し、ミニコンピュータで演算処理した後、X-Y プロッタによって以下の関係図を作成した。

(i) 第1層梁中央点鉛直反力 - 変位図： Figs.7~9。

(ii) 変位 - 変位図： Figs.10~12。

(iii) 第1層梁中央点鉛直反力 - 変位 - 変位図： Figs.13~14。

なお、定鉛直荷重導入過程で生じる水平変位成分は極く微量であり、他方鉛直変位成分も挙動の推移を見る上で本質的ではない。従って、定鉛直荷重導入完了時の状態を各関係図の原点とし、第1層梁中央点の鉛直方向強制変位の漸増開始時から除荷終了時までの釣合曲線を描いた。

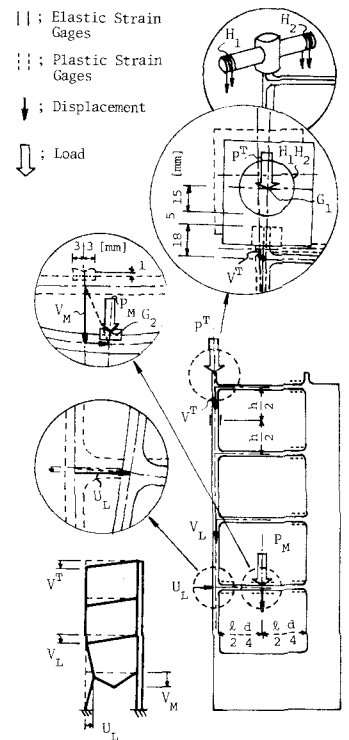


Fig.6 Loads and Displacement Components Measured

3. 試験結果

3.1 挙動の一般的推移

実験後の B-1 供試体形状を Photo 1 に示す。B-2, B-3 供試体についてもほぼ同様の变形形状が見られた。各試験体が呈した挙動の基本特性は、第1層梁中央点鉛直反力 P_M および Fig.6 に示した代表変位成分の変化によって表現できる。異なる定鉛直荷重下で試験された B-1, B-2, B-3 供試体において、以下に述べるような共通の特性を有する挙動の推移が観察された。

(i) Figs.7~9 において、第1層梁中央点鉛直下向強制変位 V_M の漸増開始時から a_i (下添字 i は供試体の番号を表す) までの経路は殆ど直線であり、 V^T, U_L は殆ど進行しない。この区間の挙動は弾性挙動と考えられる。

(ii) 先ず載荷梁中央部が降伏し、 P_M-V_M 曲線の勾配が緩やかに低下し始め、次にその両端部に降伏域が発生する。

(Fig.7, $\overline{a_i a_i}$: 降伏は塑性ゲージにより検出)。 a_i 点以後 V_M の増加に伴い Photo 1 に示すような第1層梁のケーブル的変形が進行し始めると (Fig.7, $\overline{a_i b_i}$, Fig.11, a_i)、これに連れて第1層梁と外柱との交点が骨組内部に向って変位し始め、第1,2層外柱が「く」の字形に変形し始める (Fig.8, $\overline{a_i b_i}$)。

(iii) P_M が増大し続ける $\overline{b_i c_i}$ 過程において b_i 付近から骨組頂部柱頭変位 V^T が増大し始め (Fig.9, b_i)、 V_M の進行に対して単調に増加し続ける (Fig.12, $\overline{b_i c_i}$)。第2層柱頭の鉛直変位 V_L は、 V^T とほぼ一致したので、 V_L を軸とする関係図は省略した。

(iv) やがて P_M が最大値をとる c_i 点に達し、その後は P_M の緩やかな低下を伴って第2層以上の梁の片持梁型変形が進行する (Fig.10, $\overline{c_i d_i}$)。第2層以上の梁の剛体壁側端部に降伏域が発生する順序は、

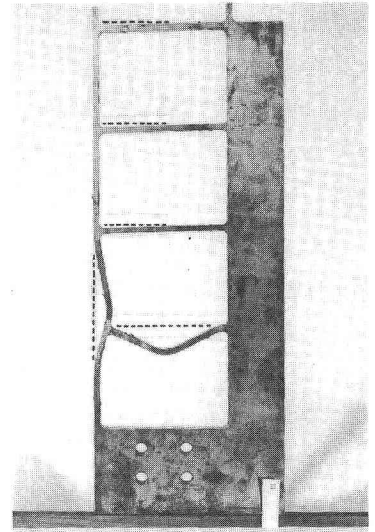


Photo 1 B-1 Specimen of the Test

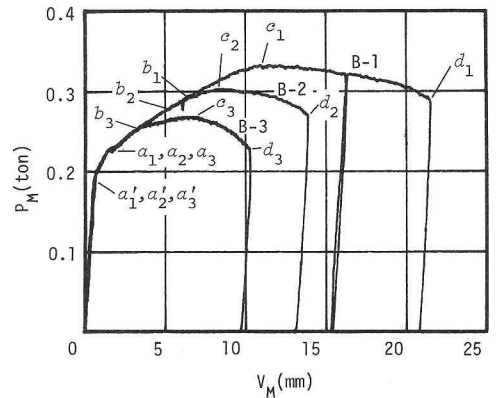


Fig.7 P_M-V_M Curves

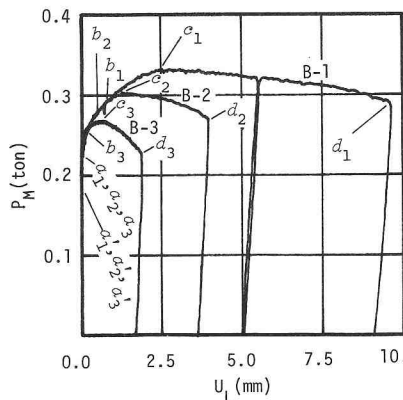


Fig.8 P_M-U_L Curves

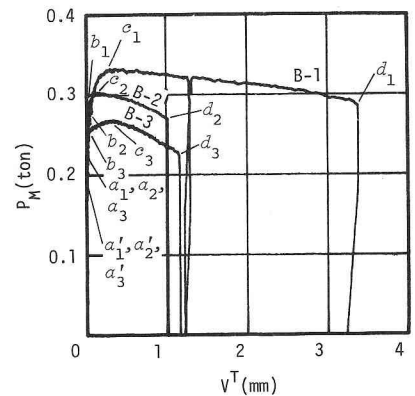


Fig.9 P_M-V^T Curves

第3層梁, 第4層梁, 第2層梁の順序であった(塑性ゲージにより検出)。

- (v) V_M-U_L, V_M-V^T 曲線とも初期の過程では V_M に接するよう
に進行するが, それぞれ a_i, b_i 付近で有限な勾配をもつよう
になり, それ以後それらの勾配は減少し続ける (Figs.11,12)。
(vi) a_i 点で第1層梁中央点の下向鉛直変位の進行を止め, P_M
が零になるまで鉛直上向に変位させた (Figs.7~9, a_i 以降)。

Figs.13,14 にこれらの挙動の3次元荷重-変位-変位曲線を
示した。これによって P_M の変化に伴う各変位成分間の進行
時期の対応が明瞭になる。なお, Fig.9 に示された P_M-V^T 曲線
の除荷直後の過程において, P_M 軸にほぼ平行に降下する直線
部分が見られる。これは, 計測点の V^T 方向と差動トランス
を設置した方向の変換に用いた滑車の摩擦による“あそび”
誤差の影響と考えられる。その誤差の大きさは, V^T 換算値で
0.1mm 程度のオーダーであった。

3.2 定鉛直荷重が異なる3供試体間の挙動の比較

3体の試験は異なる定鉛直荷重の作用下で行われた。定鉛直
荷重の降伏軸力値に対する比は, B-1, B-2, B-3 供試体につい
てそれぞれ約 0.3, 0.4, 0.5 である。これらの供試体が呈した
挙動を比較すると, 次のような点が指摘できる。

- (i) 載荷梁のケーブル的変形が小さい a_i 点付近までは, 3供
試体の釣合曲線は殆ど一致する (Figs.7~9, $0 \sim a_i$)。
(ii) a_i 点以後の過程では試験体ごとに差異が生じ, 大きな定
鉛直荷重の作用する試験体ほど P_M は同じ V_M 値に対して低
い値を示し, この差異は V_M の進行に連れて次第に大きくな
る (Fig.7, b_3 以降)。同じ U_L 値, および同じ V^T 値に対しても
, 大きい P^T が作用する供試体ほど P_M は低い値を示した
(Figs.8,9, b_3 以降)。
(iii) 載荷梁のケーブル的変形の進行に伴って第1層梁と外柱
の交点は骨組内部に向って変位させられることになる。載荷
梁のたわみ量と第1層梁柱交点の変位量の関係を表す V_M-U_L
関係曲線 (Fig.11) は, 定鉛直荷重が異なる値を持つにも拘らず
すべての試験体において殆ど同一の曲線が得られた。他方, 第
1層梁柱交点の水平変位と頂部柱頭の沈下の関係を表す U_L-V^T
曲線 (Fig.10) は供試体ごとに異なり, 同じ U_L 値で比べると大
きい定鉛直荷重の作用する供試体ほど大きな V^T 値を示した。

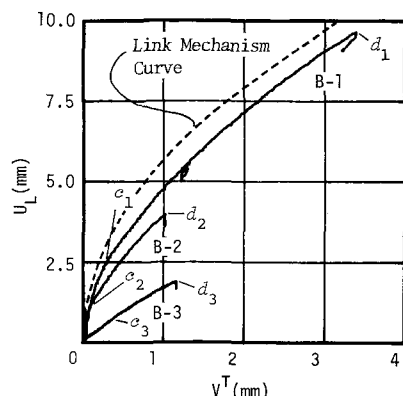


Fig.10 U_L-V^T Curves

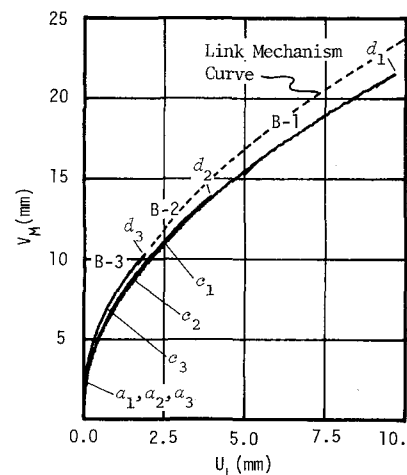


Fig.11 V_M-U_L Curves

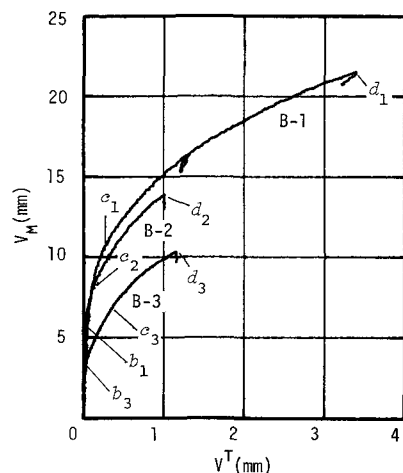


Fig.12 V_M-V^T Curves

B-1, B-2 供試体の U_L-V^T 曲線は原点で U_L 軸に接すると見られるのに対し、B-3 供試体の曲線は原点付近で U_L 軸と有限な角度で交差しているように見える。
(iv) 大きな定鉛直荷重の作用する供試体ほど、 P_M の最大値は低く、またその時の V_M, U_L の値も小さい (Figs. 7, 8, 9, 11, c_i)。

(v) P_M の最大値を与える点 (極限点) 以後の過程で、第1層梁中央点鉛直変位 V_M の増加に対する P_M の低下率は定鉛直荷重が大きい場合ほど大きい (Fig. 7, c_i, d_i)。また頂部柱頭の沈下 V^T の V_M に対する増加率も V_M の進行に伴って単調に増加する (Fig. 12, c_i, d_i)。

4. 考察

4.1 数値解析で予測された連層片持梁型崩壊の実証

文献 [8] で報告された3層2スパン骨組 (参考図1) の“連層片持梁型崩壊挙動”についての数値解析結果の一例を参考図2に示す。R-V₁ 曲線 (D1) のRは最外スパン第1層梁中央点の付加鉛直荷重係数を、V₁はその梁の中央点下向鉛直変位を表し、R-V₁ 曲線は本報の P_M-V_M 曲線 (Fig. 7) に対応する。この数値解析結果の曲線と実験曲線を比較すると、3体の供試体が呈した挙動は文献 [8] で数値解析によって見出され“連層片持梁型”と命名された崩壊挙動の示した下記の特徴を明らかに有していることがわかる。

(i) 第1層梁のケーブル的変形に伴う最外柱の「く」の字型変形の成長：過荷重載荷梁の中央部および両端部に塑性域が発生し完全塑性理論で予測されるようなヒンジ的機構が形成され、載荷梁のケーブル的変形が進行する。この変形に伴う梁両端部の相対的接近という幾何学的効果によって、過荷重載荷梁と最外列の柱との交点は骨組内部に向かって変位させられ、その結果最外列柱は過荷重載荷梁の上下層部で「く」の字型に変形させられる。

(ii) 最外列柱の沈下と最外スパン上層における梁の片持梁型変形の開始：最外柱の「く」の字型変形が成長すると「く」の字型変形部分の両端が、(軸線のたわみに伴う幾何学的効果および塑性曲げに伴う軸縮みの効果により)、相対的に接近し、その結果「く」の字型変形部より上層の最外列柱が沈下する。沈下する部分の柱に接続された最外スパン梁では、この沈下に伴って互いに平行を保ちながら片持梁型変形が進行する。最外スパン梁群が示すこの変形を“連層片持梁型変形”と呼ぶ。

(iii) 付加荷重極限点の存在：(i), (ii) の変形モードが成長すると、やがて

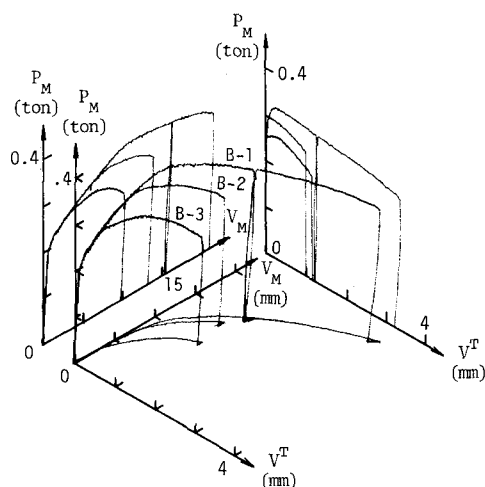


Fig. 13 $P_M-V^T-V_M$ Curves

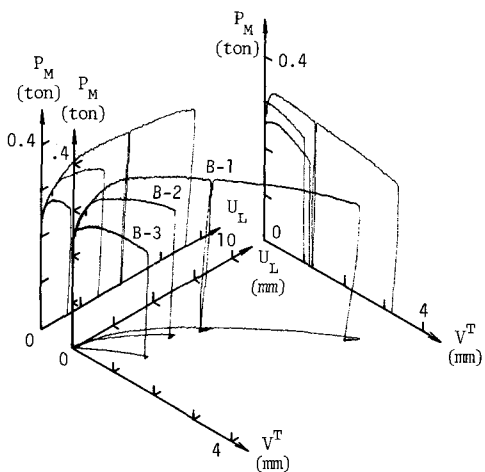


Fig. 14 $P_M-V^T-U_L$ Curves

梁の過荷重 P_M は最大値に達する。その後も、 V_M の進行に伴って (i), (ii) の変形は着実に進行し、 P_M は緩やかに減少する。もし梁の付加荷重載荷が本実験の場合のような変位制御方式によるものでなく、死荷重 (dead load) を漸増させる方式で与えられるとすれば、 P_M が最大値に達した時点で崩落変形が動的に発生し骨組は一挙に崩落することになる。このような静的安定限界点は通常、極限点 (limit point) と呼ばれる。上記の諸特性の一致から判断して、3体の供試体が呈した挙動はすべて典型的な連層片持梁型崩壊挙動であると結論できる。これによって連層片持梁型の崩壊挙動は現実の骨組構造物においても発生し、その主要特性も数値解析で予測された挙動と同じであることが実証された。

4.2 定鉛直荷重の違いが挙動に及ぼす影響について

(1) V_M-U_L および U_L-V^T 実験曲線とリンク機構曲線との比較

第1層梁および第1,2層柱の変形状態を Figs.15,16 に示した剛体・ヒンジモデルのリンク機構によって近似的に表せば、 V_M-U_L および U_L-V^T 関係はそれぞれ次式で与えられる。

$$V_M = \sqrt{-\frac{(U_L)^2}{4} + \frac{U_L \cdot a}{2}} \quad \text{--- ①}, \quad V^T = 1.4h - \sqrt{(0.55h)^2 - (1.375U_L)^2} - \sqrt{(0.85h)^2 - (1.375U_L)^2} \quad \text{--- ②}.$$

ここで、ヒンジ位置は変形後の供試体写真を参考にして定めた。

①, ② 式を用いて求めたリンク機構曲線を Figs.11,10 にそれぞれ破線で示した。Figs.11,10 の実験曲線とリンク機構曲線を比較して次の点が指摘できる。(i) すべての供試体の V_M-U_L 実験曲線は、定鉛直荷重の違いに拘らず、リンク機構曲線にほぼ一致する。(ii) U_L-V^T 実験曲線はリンク機構曲線と一致せず、同じ U_L 値に対して実験曲線の V^T 値はリンク機構曲線の V^T 値より大きい。その偏差は、大きな定鉛直荷重の作用する供試体ほど大きく現れる。ここでリンク機構のヒンジ位置が適切に決められていれば、実験曲線とリンク機構曲線の V^T 値の差は主として材軸の縮み量と考えられる。

(i), (ii) の結果は、「軸圧縮力を受ける梁-柱が弾性限を越えて曲げ変形をうける場合、材軸に縮み変形が生じ、軸圧縮力が大きいほど縮み量は大きい」という周知の知見と、「第1層梁に作用する軸力は比較的小さいが、第1,2層柱には定鉛直荷重に近い軸力が作用している」という 4.2 (2) で言及する事実とによって説明できる。

(2) 部分骨組に基づく考察

Fig.16 は、Fig.15 に示した全体骨組を4部分骨組に分割し、分割端に作用する部材端力成分のうち以下の議論に必要な成分だけを記入した図である。連層片持梁型崩壊過程で各部分骨組が呈した変形または変位の特徴はそれぞれ次のようにまとめられる。部分骨組 I : 半固定

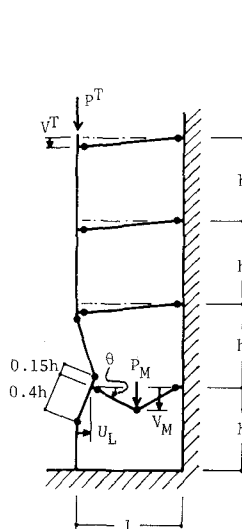


Fig.15

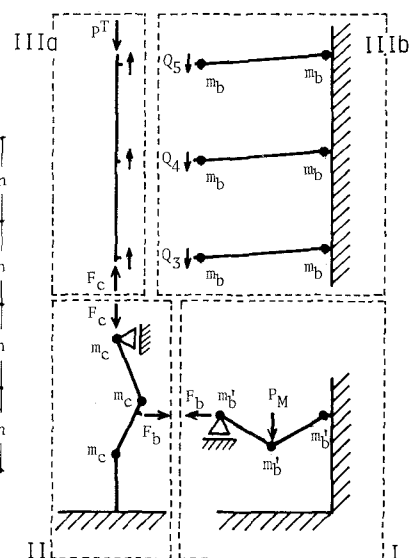


Fig.16

梁のケーブル的変形， 部分骨組Ⅱ：変動軸力が作用し柱頭水平変位が拘束された柱の梁による引込み作用で生じる「く」の字形変形， 部分骨組Ⅲ_a：柱の剛体的沈下， 部分骨組Ⅲ_b：平行梁群の連層片持梁変形。

各部分骨組の単独の力学的性状は，既に良く知られているか又は比較的簡単に予測できるものであり，全体骨組の挙動を，部分骨組挙動という成分事象の連成事象として把握することができ。以下では部分骨組挙動に関する考察を展開し，この結果に基づいて 3.2 (ii) で述べられた実験結果の定性的説明を試みる。部分骨組Ⅰの静的釣合条件より次のことが言える。(イ)「第1層梁の中央点鉛直変位 V_M が等しいければ，第1層梁左端の水平移動に対する柱の拘束力 F_b が大きいほど第1層梁中央点鉛直反力 P_M は大きい」横変位をうける梁-柱の復元力特性についての一般的知見より部分骨組Ⅱについて次のことが言える。(ロ)「柱たわみ U_L が等しいければ，第2層柱頭鉛直力 F_c が大きいほど F_b は小さい値をとる。また， F_c が或る限度以上の正の値をとる場合，柱の「く」の字形変形が成長すれば，やがて F_b は負値をとるに至る。このことは軸力の P- Δ 効果および塑性域の進展に伴う曲げ剛性の低下によって説明できる」次に部分骨組Ⅲ_aの自由体の鉛直方向の釣合から，第2層柱頭には，頂部定鉛直荷重 P^T から部分骨組Ⅲ_bの片持梁機構で負担される量 $\sum_{i=2}^4 Q_i$ を差し引いた大きさの鉛直力 F_c が作用することがわかる。 $\sum_{i=2}^4 Q_i$ は頂部沈下量 V^T のみに依存して決まる量であり， V^T の増加に伴って単調に増大するが梁固定端部で塑性域が進展するに伴って増加率が低下し，梁の全塑性モーメント M_b によって定まる一定値にほぼ漸近する。以上の考察より，同じ V^T に対して2個の供試体の F_c 値を比較すれば， F_c の差は殆ど P^T の差に一致している筈である。次に V_M 又は U_L とほぼ一対一に対応する (Fig.11) U_L の同じ値に対して， F_c の差と P^T 差の関係について考える。この場合は V_M (又は U_L) が同じ値であっても V^T には多少の差があり (Fig.10)，この差は $\sum_{i=2}^4 Q_i$ に影響を及ぼす。しかしながら，この影響は微小であり，同じ V_M 又は同じ U_L に対しても F_c の差は P^T の差に近い値であると考えられる。従って次のことが言える。(ハ)「 V_M 又は U_L が同じ値をとる状態について比較すれば，大きな定鉛直荷重の作用する供試体ほど第2層柱頭に作用する鉛直力 F_c が大きい値をとり，本供試体寸法では F_c の差は P^T の差にかなり近い値を持つ。」

(イ)，(ロ)の考察結果から必然的に「同じ V_M 値に対しては， F_c が大きい場合ほど P_M が小さい」という帰結が導かれる。これに(ハ)を考慮すると，3.2 (ii) で述べた「大きい定鉛直荷重が作用する供試体ほど，同じ第1層梁中央点鉛直変位 V_M に対する反力 P_M は小さい値をとる」という実験結果が説明される。また(ロ)の後半で述べた，“ F_b が負値をとる状態”とは“第1層梁が圧縮材として働き，柱が座屈するのを抑止している状態”を意味する。更に(ロ)の後半の記述内容は次のように言い換えることもできる。すなわち，“大きい定鉛直荷重が作用する場合には，変形が或る程度進行した段階で，「く」の字型に変形した柱が逆に載荷梁を押し込む状況が生じる”ことを意味している。

(3) 載荷梁に塑性域が発生してから最外スパン部分の荷重支持

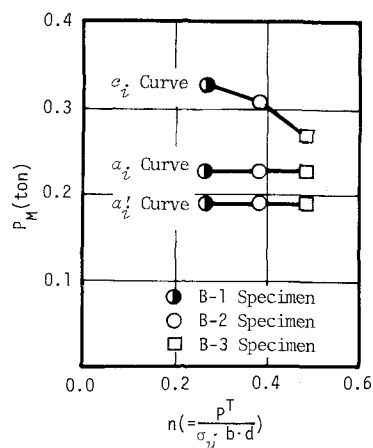


Fig 17 Loading Capacity

能力のゆとり

Fig.17 の横軸は各供試体に作用する定鉛直荷重 P^T の柱降伏軸力に対する比 n を、縦軸は P_M を表す。 a_i 線は載荷梁の中央部に降伏域が発生した時の P_M 値を n に対してプロットした点をつないだ線である。 a_i 線、 c_i 線はそれぞれ載荷梁両端部に降伏域が発生した時および P_M が最大値をとる時の P_M - n プロットをつないだ線である。大きい定鉛直荷重が作用せられた供試体ほど、 P_M の最大値は低下しその低下率は B-1 → B-2 に比べ B-2 → B-3 の区間の方が大きくなっている。これは連層片持梁型崩壊に対する骨組の荷重支持能力のゆとりは、定鉛直荷重の増大によってかなり急激に低下することを示している。

5. 結論

本報では、連層片持梁型崩壊挙動 [8] を実験的に検証し、柱軸力比の崩壊挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、剛体壁によって SWAY を拘束した 4 層 1 スパン鋼平面骨組を用いた定鉛直荷重作用下における第 1 層梁中央点の鉛直下向強制変位試験を行った。この実験結果から導かれる結論は次のようにまとめられる。

(1) 連層片持梁型崩壊の存在の実証： 異なる定鉛直荷重を作用させて試験を行った 3 体の供試体はすべて、数値解析によって見出された連層片持梁型崩壊挙動と同様に下記のような特徴ある崩壊過程を典型的に示した。(i) 載荷梁のケーブル的変形に伴う梁両端部の接近によって (ii) 第 1, 2 層外柱が内側に変位させられ「く」の字形変形が生じる。(iii) 柱の「く」の字形変形に伴う第 1, 2 層柱上下端の相対的接近によって、第 3 層以上の柱が次第に流下する。これに連れて、第 2 層以上の梁で片持梁型変形が進行する。(iv) 第 2 層以上の梁の連層片持梁型変形が進行する過程で 1 層梁中央点鉛直反力はやがて最大値に達し、それ以後は減少する。

以上の結果によって、連層片持梁型の崩壊挙動は現実の骨組構造物においても発生し、その主要特性も数値解析で予測された挙動と同一であることが実証された。

(2) 定鉛直荷重の軸力比換算値と骨組のゆとりの関係： 定鉛直荷重の違いによって、3 体の供試体挙動に次のような差異が見られた。(i) 同じ柱たわみに対して、大きな定鉛直荷重が作用する供試体ほど、1, 2 層柱に大きな軸縮みが生じた。(ii) 大きな定鉛直荷重の作用する供試体ほど、1 層梁中央点鉛直反力の最大値は低い値を示し、その時の載荷梁および第 1, 2 層柱のたわみ量も低い値を示した。このことは、定鉛直荷重の軸力比換算値の増加に対して、骨組の連層片持梁型崩壊に対する“ゆとり”は可成り敏感に低下することを示している。

なお、上記の結論に加えて、本実験結果は、骨組構造物の複合非線形挙動を追跡するための数値解析プログラムが、これらの種類の臨界点近傍および臨界点以後の挙動に対してどの程度の予測性能をもつかを評価するための検証基準として利用できる。

謝辞

本研究は、昭和 53・54 年度文部省科学研究費補助金：一般研究 (C) 課題「鋼骨組の最適弾塑性設計理論とその応用」(研究代表者 中村恒善) による研究の一部として行ったものである。

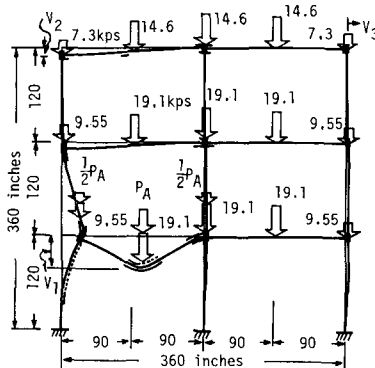
また、実験の実施および実験データの整理に際して御協力頂いた京大吉田亘利技官に深く感謝いたします。

参考文献

- [1] 日本鋼構造協会技術委員会安全分科会座屈小委員会ラーメンの弾塑性安定性,「ラーメンの弾塑性安定特集」, JSSC, Vol. 3, No. 17, pp1-49, 1967. 同 鋼構造骨組の終局耐力に関する特別研究班,「特集/鋼構造骨組の終局耐力に関する研究」, JSSC, Vol. 6, No. 55, pp13-55, 1970.
- [2] 日本鋼構造協会技術委員会安全分科会塑性設計委員会重層建築構造塑性設計研究班,「重層骨組の塑性設計法(その1) リーハイ大学方式」, JSSC, Vol. 6, No. 57, pp1-42, 1970. 同 研究班,「重層骨組の塑性設計法(その2)」, JSSC, Vol. 9, No. 90, pp1-16, 1973.
- [3] G.C.Driscoll, L.S.Beedle, T.V.Galampos, L.W.Lu, J.W.Fisher, A.Ostapenko and J.H.Daniels, "Plastic Design of Multi-Story Frames", Lehigh University, 1965. 武藤清監修, 寺崎恒正, 大森信次, 遠山幸三共訳,「高層骨組の塑性設計」, 鹿島研究所出版会, 1968.
- [4] 中村恒善, 石田修三,「弾塑性骨組の静的及び動的な大たわみ解析」, 骨組構造解析法要覧, 9巻, 培風館, pp185-210, 1976.
- [5] 日本建築学会「鋼構造座屈設計指針」, 2巻, pp222-238, 1980.
- [6] 伊藤信, L.W.Lu, "Inelastic Buckling of Steel Frames", Proc. ASCE, Vol. 91, ST6, pp 185-214, 1965. J.Sakamoto, A.Miyamura and Y.Kohama, "Systematic Method for Inelastic Buckling Analysis of Steel Frames", Trans. of A.I.J. No. 165, pp21-32, 1969.
- [7] Osamu Ohta, Tsuneyoshi Nakamura and Shuzo Ishida, "Collapse Behavior and Imperfection Sensitivity of Minimum Weight Plastic Frames", 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp753-754, 1974.
- [8] 中村恒善, 石田修三, 太田修,「サブアセンブリの過大たわみ変形によって誘発される骨組の全体的崩壊挙動」, 第24回構造工学シンポジウム論文集: 構造の非線形問題, pp101-108, 1978.
- [9] 中村恒善, 石田修三, 太田修,「局所付加鉛直荷重をつける非硬化骨組の腰くびれ横ゆれ崩壊」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp1163-1164, 1978.
- [10] 中村恒善, 太田修, 上谷宏二,「サブアセンブリの過大たわみ変形によって誘発される骨組の全体的崩壊挙動に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp991-992, 1980.
- [11] 中村恒善, 太田修, 上谷宏二,「骨組の腰くびれ横揺れ崩壊過程に及ぼす非対称定鉛直荷重の影響」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp1123-1124, 1981.
- [12] 中村恒善, 太田修, 上谷宏二,「鋼骨組の腰くびれ横揺れ崩壊に関する実験的研究」, 投稿中.
- [13] E.V.Leyendecker and B.R.Ellingwood, "Design Methods for Reducing the Risk of Progressive Collapse in Buildings", National Bureau of Standards Building Science Series 98, pp1-55, 1977. B.Ellingwood and E.V.Leyendecker, "Approaches for Design against Progressive Collapse", Proc. ASCE, Vol. 104, ST3, pp413-423, 1978. S.Firnkas, "Concrete Panel Building System", ASCE, Civil Engineering, November, pp96-97, 1969.

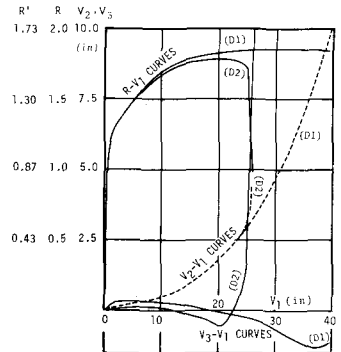
付録

文献[8]で数値解析予測された“連層片持梁型崩壊”の解析結果の一例を参考図1, 2に示す。



PARALLEL CANTILEVER TYPE
COLLAPSE (MODEL D1)

参考図 1



LOAD-DISPLACEMENT CURVES AND DISPLACEMENT-DISPLACEMENT CURVES (MODEL D1, MODEL D2)

参考図 2

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON PARALLEL CANTILEVER TYPE COLLAPSE OF STEEL FRAMES[#]

by Tsuneyoshi Nakamura*, Osamu Ohta** and Koji Uetani*

A new collapse process of multi-story multi-span frames, called the PARALLEL CANTILEVER Type, has been discovered by Nakamura, Ishida and Ohta in 1974 [7]. The purpose of this paper is to provide (i) an experimental verification on the existence and the essential characteristics of the collapse behavior of the PARALLEL CANTILEVER Type, and to present (ii) the result of experimental investigation of the effect of the nominal axial force ratio in columns due to a topmost gravity load.

Three model frames of four stories and one span, each with an adjacent sway-restraining wall, have been manufactured by cutting out of a steel plate. A forced displacement test of the first story beam has been conducted on each frame under a constant top gravity load of different magnitude.

The conclusions drawn from the test results are as follows:

- (1) Verification of the existence and characteristics of the PARALLEL CANTILEVER Type Collapse Process All the three test frames exhibited the collapse behavior with the following sequential characteristics as has been predicted in [8]: (i) The overloading on the first story beam causes a cable-type deformation which is accompanied by shortening of the beam-end distance, (ii) The inward displacement of the beam-end joint is accompanied by an overturned Y-shaped (>) deformation of the first and second story adjacent columns, (iii) As this overturned Y-shaped deformation proceeds, the load-carrying capacity of these columns decreases and the top gravity load most of which was supported initially by these first and second story columns, must then be supported partially by the cantilever actions of the upper story beams, (iv) As the overturned Y-shaped deformation and the parallel cantilever type deformation proceed, the vertical reaction of the forced displacement of the first story beam exhibits a limit point behavior.
- (2) The effect of initial nominal axial force ratio of columns due to a top gravity load on the reserved strength The first and second story columns with a greater axial force ratio have undergone greater axial shortening for the same lateral displacement component of the beam-to-column connection. The maximum vertical reaction and the corresponding forced displacement of the first story beam were smaller in a model subjected to a greater top gravity load. This indicates a fairly sensitive reduction of the reserved strength against the PARALLEL CANTILEVER Type Collapse with respect to the increase of the nominal axial force ratio due to the top gravity load.

The load-deflection curves presented here will be useful as the benchmark data for computer program verification particularly with respect to the capability of predicting this type of complex nonlinear behaviors of frames.

[#] This experimental investigation was partially supported by a GRANT-IN-AID for Scientific research in 1978-79 (355246)
(Head Investigator: Tsuneyoshi Nakamura)

* Department of Architecture, Kyoto University

** Department of Civil Engineering, Osaka